文章编号:1009-6582(2019)01-0169-07 DOI: 10.13807/j.cnki.mtt.2019.01.025

背斜核部区隧道初期支护变形机理及支护对策

高美奔[1] 李天斌[1] 郑建国[2] 王宝明[3] 孟陆波[1] 任 洋[1]
(1成都理工大学环境与土木工程学院,地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室,成都 610059;2 四川省交通运输厅公路规划勘察设计研究院,成都 610041;3 中铁二局集团第四工程有限公司,成都 610306)

摘 要 为了给背斜核部区隧道设计施工提供参考和技术支持,文章针对周公山隧道K8+559~K8+527过背斜段开展了专项测试。测试结果表明:测试断面拱顶部位接触压力及变形较拱腰、边墙大;对比分析测试断面和验证断面结果,接触压力有所降低,说明采用"先让后抗"适当增大预留变形量的方案有效合理;结合隧址区地质条件,认为隧道变形由其赋存的地质环境所决定、欠合理的施工方法及各不利因素的组合是其诱发因素;变形破坏过程可概括为:"开挖—卸荷—差异性回弹变形—离层—顶板简支梁式弯折破坏"。研究结果为理论分析提供了计算参数,为后续研究提供了基础数据,积累了复杂应力条件下特长隧道的设计施工经验。

关键词 隧道工程 背斜 监控量测 位移 机理 力学模型 支护
中图分类号:U455.7 **文献标识码:**A

1 引 言

随着"泛亚铁路网"、"川藏铁路"、"川藏高速公路"等西部大开发战略中重大工程的相继启动和实施,带动了我国西部交通运输工程的蓬勃发展。山岭隧道因其可克服地形或高程障碍、改善线型、缩短里程、节省时间、减少对植被破坏等特点,而具有其它工程无法比拟的优势,极大程度上加速了隧道向长、大、深方向的发展,推动隧道建设进入新的高潮[1~3]。然而,我国西部地形地质条件复杂,地质环境非常极端和异常,隧道建设面临诸多严峻挑战[4,5]。例如,隧道穿越断裂带、背斜及向斜核部区域、高地应力区等不良地段,因围岩性能不好极易引起掌子面掉块、塌方,初期支护开裂、脱落,拱架变形等现象[6~8],严重影响施工进度和施工安全。

为此,大量学者结合隧道工程实例,从监测、理论、试验等角度分析了诸类初期支护变形原因及处置措施。例如:曾 蔚[9]总结了宜万铁路14座隧道21处变形侵限的原因和处置措施,认为不良地质是造成初期支护变形侵限的客观原因;李鸿博[10]通过峡口高地应力软岩隧道施工监测及支护分析,指出高地应力软岩公路隧道的施工设计必须依据新奥法原理,采用"先让后抗"的方法;陈秋南[11]分析了复杂层状岩层隧道的信息化施工技术,提出了超前小导管预注浆的处置方法;李利平、李术才[12]通过试验揭示了极软弱破碎区大断面隧道围岩渐进性塌方的破坏机制,且探讨了其失稳判据;刘志春[13]、雷 军[14]、彭超[15]等分析了断层破碎带隧道信息化施工技术;赵旭峰[16]、夏才初[17]、谭代明[18]等分析了隧道开挖后的时空效应。上述研究成果为隧道顺利穿越不良地段积累了丰富经验和资料,但针对隧道穿越背斜核部区域的研究并不多见。

背斜核部区域可能集围岩软弱破碎、层状水平分布、高地应力、地下水等诸多不利因素于一体,有别于断层破碎带、岩溶及软岩破碎区,具有其自身特

修改稿返回日期:2018-01-20
基金项目:国家自然科学基金资助项目(41230635);交通运输部建设科技项目(2015318J29040);地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室课题(SKLGP2013Z004).
作者简介:高美奔(1988-),男,博士,主要从事地下工程地质灾害方面的研究工作,E-mail:578209337@qq.com.
通讯作者:李天斌(1964-),男,工学博士,教授,博士生导师,主要从事地下工程和斜坡地质灾害领域的研究工作,E-mail:ltb@cdut.edu.cn.

点。因此分析隧道穿越背斜核部区域初期支护变形机理及支护对策具有重要的工程价值和现实意义。

本文结合雅康高速公路周公山隧道，选取K8+559~K8+527区域作为试验段进行地应力测试、围岩接触压力、净空收敛等现场专项测试，分析背斜核部区域公路隧道变形机理及支护对策，为隧道顺利通过沙坪背斜核部区域提供数据和技术支持。

2 工程概况

周公山隧道位于雅康高速公路雅安段，全长4 179 m，隧道主洞设计净宽10.25 m、净高5 m，隧道设计时速为80 km/h。隧址区整体呈河谷低山构造剥蚀地貌，线路穿越突出山脊，山前河流呈“C”型环绕。坡表浅沟发育，沟谷纵横，坡表大面积覆盖坡残积层，在局部陡坡地段基岩裸露。区内地形最高点高程为1 660 m，最低点的青衣江高程为580 m，相对高差1 080 m。隧道围岩主要有粉砂岩、细砂岩夹薄层泥岩，岩石强度较高。

周公山隧道穿越沙坪背斜。沙坪背斜呈SN向展布，轴部向N倾伏，整体宽缓。背斜E翼整体产状约290°~300°∠30°~35°，背斜W翼整体产状约35°~75°∠18°~28°。背斜核部（K8+520±40 m区域）倾伏角约10°~20°，埋深280~300 m，岩性为中厚层粉砂岩、细砂岩夹泥岩，层状构造，细砂岩厚0.9 m、泥岩夹层厚0.2 m，产状290°∠18°。受构造影响产生扭曲变形，次级节理裂隙面发育，但裂隙面闭合，间距一般在5~10 cm，岩体较为破碎，呈块状—碎块状，开挖后易掉块、塌落。无明显地下水出露，局部有少量渗滴水，现场为Ⅳ级围岩，具体详见图1。

背斜核部区域原设计Ⅳ级围岩支护为10×15@1 m格栅钢架，ϕ6.5@25 cm钢筋网，ϕ22 mm砂浆锚杆，长3 m、纵×环间距为1.0 m×1.2 m，喷射混凝土厚18 cm，预留变形量为6 cm，二次衬砌C30模筑混凝土厚40 cm。

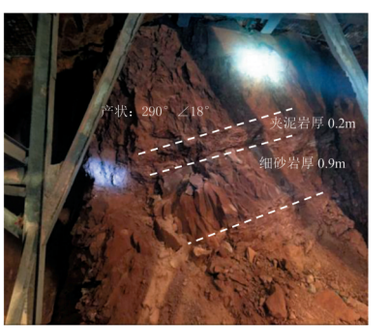


图1 隧道过沙坪背斜核部区围岩特征（K8+527）

Fig.1 The features of tunnel surrounding rock at the Shaping anticline core zone (K8+527)

3 初期支护变形破坏特征

2015年底，周公山隧道开挖临近沙坪背斜核部桩号K8+600、K8+580处初期支护出现混凝土剥落、拱架变形等情况。K8+600段于2015年12月25日前后拱顶出现脱落掉块，掉块区延续长度约为6 m，厚度约为7 cm，宽度约20 cm，见图2；K8+580段拱顶出现混凝土脱落，延续长度约为2 m，厚度约为0.4 m，且严重部位工字钢有鼓出现象，见图3。



图2 断面K8+600拱顶初期支护开裂变形

Fig.2 Cracking and deformation of the primary support at crown of k8+600 section

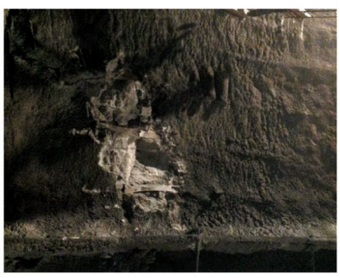


图3 断面K8+580拱顶初期支护脱落

Fig.3 Falling off of the primary support at crown of k8+580 section

周公山隧道过沙坪背斜核部区域K8+559处于2015年12月29日右侧初期支护混凝土出现局部剥落、掉块，工字钢变形现象。剥落区面积约为0.3 m^2，厚度1~3 cm，工字钢向外挤出变形，且于30日施作复拱，并埋设土压力盒进行接触压力监测，详见图4；断面K8+550处于2016年1月3日出现拱顶开裂掉块现象，掉块体积约为0.5 m^3，开裂长度约3 m，宽度约1~3 cm，见图5。

4 施工支护对策

鉴于K8+600~K8+580临近背斜核部区域初期



图4 断面K8+559施作复拱

Fig.4 Double steel arches at section of K8+559



图5 断面K8+550拱顶初期支护开裂掉块

Fig.5 Cracking and chipping of primary support at crown of section k8+550

支护出现较为严重的变形破坏现象，为保证隧道顺利通过沙坪背斜核部区域，应及时查明其变形原因并合理调整施工支护对策。

结合业主、设计、施工、监测等四方会审结果，本次施工支护对策概括如下：

（1）总体思路

① 选取K8+559~K8+527区域作为试验段进行专项测试；

② 结合专项测试结果查明初期支护变形原因；

③ 结合K8+600~K8+580段变形特点和原因，合理调整支护参数与施工工序；

④ 结合专项测试结果，验证调整支护参数和施工工序后的支护效果。

（2）专项测试方案

① 总体布置：在K8+559布置测试断面，结合测试断面监测结果调整支护参数及施工工序；在K8+527布置验证断面，验证调整支护参数和施工工序后的支护效果。

② 监测措施：鉴于核部区域围岩较破碎的特征，选择在K8+645处实测地应力；K8+559、K8+527断面上布设接触压力和净空收敛监测点；K8+551、K8+543、K8+535等每间隔8 m布设净空监测。同一断面接触压力和净空监测观测点位于相同部位，测点布置见图6。

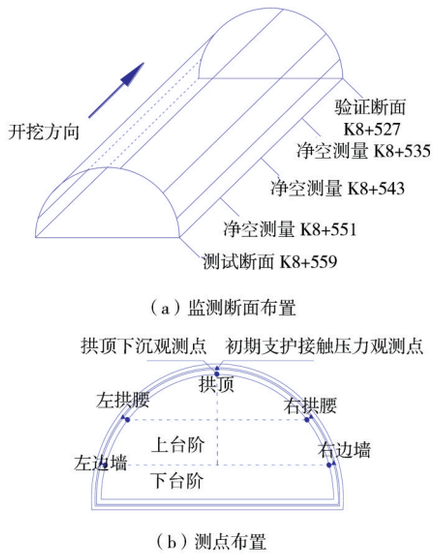


图6 监测断面及测点布置

Fig.6 Layout of the monitoring sections and testing points

（3）支护参数及施工工序调整

支护参数调整：采用“先让后抗”的方法，将单层支护调整为双层支护（图7）。

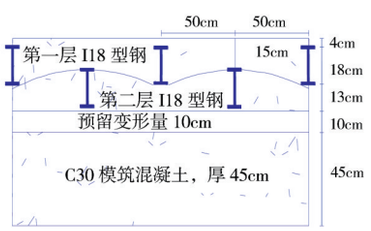


图7 双层拱架纵断面示意

Fig.7 Profile of double-layer steel arch

第一层支护参数（临时支护）：I18@1.0 m型钢拱架，ϕ8@20 cm钢筋网，ϕ22 mm砂浆锚杆，长3 m、纵×环间距为0.8 m×1.0 m。为允许围岩在第一层支护后变形，达到“先让”的目的，波浪型喷混凝土，拱间喷混凝土厚15 cm，拱架处喷混凝土厚15 cm。

当第一层支护拱架变形、初期支护开裂或接触压力初期稳定后再急剧上升时，施作第二层支护（加强支护），I18@1.0 m型钢拱架，两层喷混凝土总厚度为45 cm。

预留变形量由6 cm调整至10 cm。

施工工序调整：严格贯彻“短开挖、弱爆破、强支护、早封闭、快成环”的原则，将上下台阶开挖调整为环形预留核心土法开挖，开挖进尺由3.2 m调整为

1.6 m，核心土面积为断面面积的60%。

5 测试结果与分析

5.1 测试结果

（1）地应力测试结果

由于背斜核部围岩较破碎，不满足地应力测试条件，故选择在K8+645处采用应力解除法实测地应力。测试深度为边墙外11.5 m处，最终地应力测试结果见表1。

表1 地应力测试成果

Table 1 The results of geostress test

地应力参数	最大主应力 σ_1	中间主应力 σ_2	最小主应力 σ_3
量值/MPa	9.4	4.3	3.7
方向/(°)	351	84	245
倾角/(°)	6	21	68

（2）接触压力监测结果

对K8+559进行了为期33 d的初期支护与围岩接触压力观测，最大值出现在拱顶，量值为760.7 kPa，监测10 d后趋于稳定；对K8+527进行了为期52 d的观测，最大值出现在右边墙，量值为680.1 kPa，监测15 d趋于稳定，详见表2和图8、图9。

（3）净空变化监测结果

表2 各断面各部位初期支护与围压最大接触压力统计

Table 2 Statistics of the maximum contact pressure between primary support and surrounding rock at various points of various sections

桩号	拱顶/kPa	拱腰/kPa		边墙/kPa		基本稳定时间/d
		左拱腰	右拱腰	左边墙	右边墙	
K8+559	760.7	165.0	434.5	181.9	588.0	10
K8+527	419.3	348.4	109.3	175.0	680.1	15

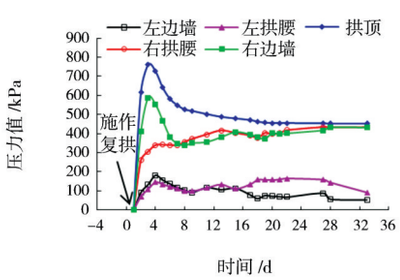


图8 试验断面(K8+559)接触压力与施工步骤关系

Fig.8 Relationship of contact pressure and construction procedure at the testing section K8+559

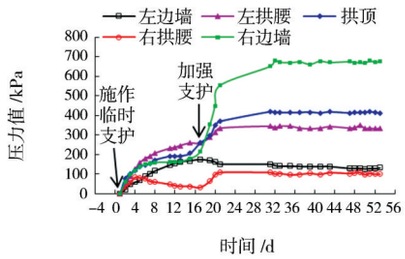


图9 验证断面(K8+527)接触压力与施工步骤关系

Fig.9 Relationship of contact pressure and construction procedure at the verification section K8+527

表3及图10给出了5个监测断面的净空变化，结果表明调整设计参数及施工工序后，累积拱顶下沉在36~51 mm左右，拱腰水平收敛在44~61 mm之间，边墙水平收敛在46~66 mm之间，基本稳定时间约2周。

表3 各断面净空变化监测结果统计

Table 3 Statistics of the test results of clearance changes of various sections

断面	测量项目	累积变形量/mm	最大变形速率/(mm·d^{-1})	基本稳定时间/d
K8+559	拱顶下沉	36.7	4.8	10
	拱腰水平收敛	44.3	7.6	11
	边墙水平收敛	46.7	8.2	10
K8+551	拱顶下沉	42.8	3.0	13
	拱腰水平收敛	61.2	10.0	13
	边墙水平收敛	65.8	9.7	14
K8+543	拱顶下沉	48.6	5.1	13
	拱腰水平收敛	57.0	8.8	12
	边墙水平收敛	63.3	10.3	12
K8+535	拱顶下沉	51.3	6.5	10
	拱腰水平收敛	58.2	8.7	11
	边墙水平收敛	61.1	9.5	11
K8+527	拱顶下沉	49.4	5.7	14
	拱腰水平收敛	60.3	9.7	15
	边墙水平收敛	62.8	10.1	15

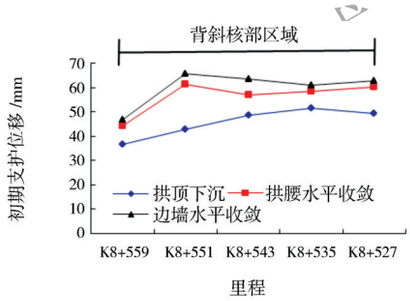


图10 背斜核部区域初期支护净空变化

Fig.10 Clearance changes of primary support at the anticline core zone

5.2 初期支护变形原因分析

（1）赋存地质环境是初期支护变形破坏的客观原因

地层岩性：从隧道开挖过程揭示的围岩情况来看，拱顶部位为砂岩，从起拱线以下围岩层理明显，岩层近水平，节理裂隙发育，自稳性较差。而且，这种夹层结构在开挖卸荷作用下砂岩极易崩解，促使局部围岩（尤其是拱顶）变形增大是导致隧道初期支护变形的主要原因之一。

地质构造：变形段位于沙坪背斜核部区域，受背斜构造应力影响，岩体较为破碎。

地应力：地应力测试结果表明，最大主应力量值为9.4 MPa。通过弹性力学计算，测点垂直应力值约为4.2 MPa（岩石重度取25 kN/m^3），自重应力约为7.2 MPa（测点埋设取299 m）。虽然最大主应力量值不大，但根据规范，R_c/σ_{max} = 31.3/9.4 = 3.3，具备相对高地应力的条件。

（2）施工原因是初期支护变形破坏的主要诱发原因

其主要表现在进尺控制、施工方法、监控量测、二次衬砌间距等4个方面。前期为了赶工期，开挖进尺过大；开挖方式不当，施工中上台阶距离较长；前期监控量测间距大、频率不够，未及时体现围岩变化特征；二次衬砌滞后较多，导致初期支护变形。

（3）其它因素

地应力方向与隧道轴线方向不利组合。σ_1方向为351°，隧道轴线方向为256°，呈85°交角。最大主应力与隧道交角较大，对隧道稳定性极为不利，造成初期支护压力过大，也是其变形破坏的原因之一。

测试断面K8+559监测结果显示：最大接触压力出现在拱顶，量值为760.7 kPa，表明该处初期支护受力较大。拱顶下沉达36.7 mm，相对拱腰和边墙变化要大。监测结果有效体现了拱顶初期支护变形较突出的特点。

综上，认为隧道赋存的地质环境是其初期支护变形破坏的根本原因，欠合理的开挖施工方法是初期支护变形破坏的主要诱发因素。最终，隧道在赋存地质环境、施工等诸因素的不利组合下发生初期支护变形破坏。

5.3 破坏机理及地质力学模型

隧道开挖使临空面围岩卸荷回弹，产生向隧道内的位移。由于隧道为细砂岩夹泥岩软硬结合岩组，因岩性不同产生差异性卸荷回弹，在层面间形成相互作用力。而泥岩为软岩，物理力学性能较差，在重分布应力作用下，其内部节理逐渐张开、扩展、连通、破裂、解体，从而使上层细砂岩处于离层状态，相当于一个独立的处于受弯剪状态的梁。拱顶细砂岩层处于“简支梁式”受力状态，随着时间的推移，其变形不断增长并最终受剪破坏。以上所述是本隧道拱顶围岩失稳破坏的机理。

其变形破坏过程可概括为：“开挖—卸荷—差异性回弹变形—离层—顶板简支梁式弯折破坏”，其力学模型为顶板弯折模型[19]（图11）。

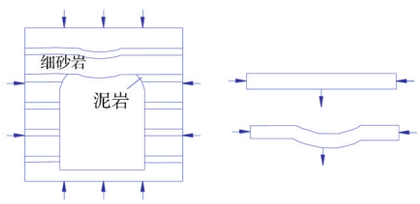


图11 隧道顶板弯折力学模型[19]

Fig.11 A mechanical model of tunnel roof bending[19]

5.4 支护效果分析

（1）测试断面K8+559分析——刚性支护

据测试断面K8+559监测结果可知：

施作复拱后，复拱与原支护之间的接触压力在开始4 d内迅速增加，尤其是拱顶第4 d的压力值达760.7 kPa。而且其拱顶下沉也较明显，最大沉降速率为4.8 mm/d，最终下沉36.7 mm。其后，拱顶压力值有所降低，在第10 d进入基本稳定状态。

其它部位接触压力也是前4 d内增值较快，量值上较拱顶低，但均于第10 d进入稳定状态。

虽然拱腰、边墙水平收敛位移较拱顶下沉大，但拱腰、边墙水平收敛为双向变形，而拱顶下沉为单向变形。相对而言，拱顶变形更严重，与该处拱顶初期支护变形突出、拱顶压力值大相吻合。

（2）验证断面K8+527分析——先让后抗

据验证断面K8+527监测结果可知：

开挖后，立即施作临时支护，允许围岩和前期临时支护协同变形。接触压力表现为在前8 d内以较均匀速率稳步增长，第8 d后压力值增长缓慢。相对而言，其前期变形速率较测试断面大一些。如拱顶最大下沉速率为5.7 mm/d。

在12 d时，压力值逐渐进入稳定状态，并于第17 d时施作加强支护。加强支护后，形成双层支护体系。在17~21 d内，除左边墙变化不大外，其它部位接触压力值迅速增长。尤其是右边墙，于第32 d时达到最大值680.1 kPa，之后进入稳定状态。

（3）实际情况

采用“先让后抗”调整方案后，K8+559~527试验段初期支护变形破坏现象得到控制。

通过“临时支护+后期加强”双层支护，先让“临时支护+围岩”协同变形。而不是即时就采用加强支护，使开挖后围岩压力得到逐步释放，最终作用在支护结构上的压力有所降低，说明调整后的双层支护、增加预留变形量的方案合理。

如图9所示，调整方案后，试验段净空变化位移值较测试断面净空变化位移值大，验证断面监测结果有效证明了调整后支护方案的合理性。

6 结 语

（1）本次隧道过背斜核部区域拱顶变形突出是由其赋存的地质环境所决定的，欠合理的施工方法及各不利因素的组合是其诱发原因。其变形破坏过程可概括为：“开挖—卸荷—差异性回弹变形—离层—顶板简支梁式弯折破坏”，力学模型为顶板弯折模型。

（2）专项测试结果显示，在背斜核部区域，由于构造应力的存在，即使围岩较破碎，工程上仍具备相对高地应力。测试断面K8+559处拱顶部位接触压力较拱腰、边墙大，同时拱顶变形相对而言也要比拱腰、边墙大。测试断面结果从数据上揭示了隧道拱顶变形突出的事实，为查明隧道变形原因和调整支护方案提供了有效的数据支持。

（3）测试断面最大接触压力值出现在拱顶，为760.7 kPa，验证断面最大接触压力值出现在右边墙，为680.1 kPa。接触压力有所降低，说明采用“先让后抗”、适当增大预留变形量的方案是合理的。

（4）通过系统监测，为隧道穿越背斜核部区域设计施工提供了数据支持，并通过验证断面证明了调整后的支护方案的合理性。监测和支护结果为理论分析提供了计算参数，为后续研究提供了基础数据，并积累了复杂应力条件下特长隧道的设计施工经验。

参考文献
References

[1] 蒋树屏. 我国公路隧道建设技术的现状及展望[J]. 交通世界, 2003, (2): 22-27.
JIANG Shuping. State-of art and Prospect of Highway Tunnel Construction Technology in China[J]. Transpoworld, 2003, (2): 22-27.
[2] 洪开荣. 我国隧道及地下工程发展现状与展望[J]. 隧道建设, 2015, 35 (2): 95-107.
HONG Kairong. State-of-art and Prospect of Tunnels and Undergound Works in China[J]. Tunnel Construction, 2015, 35 (2): 95-107.
[3]《中国公路学报》编辑部. 中国隧道工程学术研究综述·2015[J]. 中国公路学报, 2015, 28 (5): 1-65.
Editorial Department of China Journal of Highway and Transport. Review on China′s Tunnel Engineering Research: 2015[J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, 28 (5): 1-65.
[4] 王梦恕. 中国盾构和掘进机隧道技术现状、存在的问题及发展思路[J]. 隧道建设, 2014, 34 (3): 179-187.
WANG Mengshu. Tunnelling by TBM/Shield in China: State-of-art, Problems and Proposals[J]. Tunnel Construction, 2014, 34 (3): 179-187.
[5] 郭陕云. 隧道及地下工程的产业化发展方向[J]. 隧道建设, 2005, 25 (6): 1-3.
GUO Shanyun. Trend of Industrialization of Tunnels and Underground Works[J]. Tunnel Construction, 2005, 25 (6): 1-3.
[6] 窦继平，陈德健. 苏家湾隧道初期支护变形侵限处理措施及施工工艺的研究[J]. 现代隧道技术, 2014, 51 (6): 154-159.
DOU Jiping, CHEN Dejian. Countermeasures and Construction Technologies for Clearance Intrusion of the Primary Support in the Sujiawan Tunnel[J]. Modern Tunnelling Technology, 2014, 51 (6): 154-159.
[7] 许宏发，耿秋生，李朝甫，陈 伟，王 晨. 破碎岩体注浆加固体强度估计[J]. 岩土工程学报, 2013, 35 (11): 2018-2022.
XU Hongfa, GENG Qiusheng, LI Caofu, CHEN Wei, WANG Chen. Estimating Strength of Grouting Reinforced Bodies in Broken Rock Mass[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35 (11): 2018-2022.
[8] MANDAL S K, SINGH M M. Evaluating Extent and Causes of Overbreak in Tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009, 24 (1): 22-36.
[9] 曾 蔚, 张民庆. 宜万铁路隧道变形侵限原因分析与治理[J]. 铁道工程学报, 2008, (3): 42-49.
ZENG Wei, ZHANG Minqing. Analyses of Cause for the Deformation Intrusion Structure Ambit of Tunnel on Yichang-Wanzhou Railway and Its Treatment[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2008, (3): 42-49.
[10] 李鸿博, 戴永浩, 宋继宏, 付克俭. 峡口高地应力软岩隧道施工监测及支护对策研究[J]. 岩土力学, 2011, 32 (S2): 496-501.
LI Hongbo, DAI Yonghao, SONG Jihong, FU Kejian. Construction Monitoring for Xiakou Soft Rock Tunnel under High Geostress and Its Supporting Measures[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32 (S2): 496-501.
[11] 陈秋南, 赵明华, 周国华, 黄胜平, 周应麟. 复杂层状岩层隧道塌方原因分析与加固后信息化施工技术[J]. 岩土力学, 2009, 30 (3): 650-653.

CHEN Qiunan, ZHAO Minghua, ZHOU Guohua, HUANG Shengping, ZHOU Yinglin. Cause Analysis of Complex Layered Rock Tunnel Collapse and Information Construction Technology after Consolidation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30 (3): 650-653.

[12] 李利平, 李术才, 赵 勇, 李树忱, 王汉鹏, 刘 钦, 赵 岩, 原小帅. 超大断面隧道软弱破碎围岩渐进破坏过程三维地质力学模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31 (3): 550-560.
LI Liping, LI Shucai, ZHAO Yong, LI Shuchen, WANG Hanpeng, LIU Qin, ZHAO Yan, YUAN Xiaoshuai. 3D Geomechanical Model for Progressive Failure Progress of Weak Broken Surrounding Rock in Super Large Section Tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31 (3): 550-560.

[13] 刘志春, 李文江, 孙明磊, 朱永全. 乌鞘岭隧道F4断层区段监控量测综合分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25 (7): 1502-1511.
LIU Zhichun, LI Wenjiang, SUN Minglei, ZHU Yongquan. Monitoring and Comprehensive Analysis in F4 Section of Wushaoling Tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25 (7): 1502-1511.

[14] 雷 军, 张金柱, 林传年. 乌鞘岭特长隧道复杂地质条件下断层带应力及变形现场监测分析[J]. 岩土力学, 2008, 29 (5): 1367-1371.
LEI Jun, ZHANG Jinzhu, LIN Chuannian. Analysis of Stress and Deformation Site-monitoring in Fault Zone of Wushaoling Tunnel under Complex Geological Conditions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29 (5): 1367-1371.

[15] 彭 超. 公路隧道穿越浅埋断层破碎带工程处理技术[J]. 现代隧道技术, 2013, 50 (1): 134-138.
PENG Chao. Construction Techniques for a Highway Tunnel Passing through a Shallow Fractured Zone[J]. Modern Tunnelling Technology, 2013, 50 (1): 134-138.

[16] 赵旭峰, 王春苗, 孔祥利. 深部软岩隧道施工性态时空效应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26 (2): 404-409.
ZHAO Xufeng, WANG Chunmiao, KONG Xiangli. Analysis of Time-spacer Effects of Construction Behavior of Deep Soft Rock Tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26 (2): 404-409.

[17] 杨红军, 夏才初, 彭裕闻, 卞跃威, 何 坤. 时空效应下隧道的收敛变形预测及二衬合理支护时机[J]. 公路, 2010, (4): 218-223.
YANG Hongjun, XIA Caichu, PENG Yuwen, BIAN Yuewei, HE Kun. The Convergence Deformation Prediction and Tunnel Second Lining Supporting Timing Considering Time-space Effect[J]. Highway, 2010, (4): 218-223.

[18] 谭代明, 漆泰岳, 莫阳春. 考虑时空效应的软弱围岩隧道施工稳定性研究[J]. 水文地质工程地质, 2009, (4): 85-89 + 94.
TAN Daiming, QI Taiyue, MO Yangchun. Study on Construction Stability of Soft Surrounding Rock Tunnel Considering Time-space Effect[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2009, (4): 85-89 + 94.

[19] 周应麟, 邱喜华. 层状岩层围岩隧道稳定性的探讨[J]. 地下空间与工程学报, 2006, 2 (2): 345-348.
ZHOU Yinglin, QIU Xihua. Study on Stability of Stratified Rock Tunnel[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2006, 2 (2): 345-348.

The Primary Support Deformation Mechanism and Supporting Measures for the Tunnel across Anticline Core Zone

GAO Meiben[1] *LI Tianbin*[1] *ZHENG Jianguo*[2] *WANG Baoming*[3] *MENG Lubo*[1] *REN Yang*[1]

(1 State Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection, College of Environment and Civil Engineering, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059; 2 Sichuan Provincial Transport Department Highway Planning, Survey, Design and Research Institute, Chengdu 610041; 3 China Railway Erju 4th Engineering Co., Ltd., Chengdu 610306)

Abstract In order to provide reference and technical support for the design and construction of the tunnel across anticline core area, special test was conducted at the section of K8+559-K8+527 of the Zhougongshan tunnel. The testing results show that the contact pressure at crown is larger than that of haunch and side wall at the test sections; a contrastive analysis on the results of test sections and verification sections was carried out and it was found the contact pressure deceases somewhat, which means the scheme of "support after release" and increasing reserved deformation is effective and reasonable; tunnel deformation is governed by the geological condition, unreasonable construction method and combination of various adverse factors are the inducing factors; the process of deformation and failure can be generalized as excavation—unloading—differential resilient deformation—layer separation—bending failure of the top roof as simply supported beam. The research results provide calculation parameters for theoretical analysis and also basic data for the following study, accumulating the experience for the design and construction of super-long tunnel in complex stress condition.

Keywords Tunnelling; Anticline; Monitoring and measuring; Displacement; Mechanism; Mechanical model; Support